

Weber

30-6481/001

o. PROF. DR.-ING. KARL KORDINA - TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau - Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

vorläufige Fassung

Bericht über die Probelastung an der  
Talbrücke Kattenohl im Zuge der A 45

1.8.81 107121  
Technische Universität Braunschweig  
Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau  
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau  
Prof. Dr.-Ing. Karl Kordina  
Dipl.-Ing. D. Nölting

Abteilungsleiter

Sachbearbeiter

Dr.-Ing. G. Ivanyi

Dipl.-Ing. D. Nölting

Braunschweig, Oktober 1977

Postsendungen:  
33000 Braunschweig, Beethovenstraße 52  
Fernschreiber: 9 52 659 (bstb d)

Fernsprecher:  
391 29 79  
Ortskennzahl 05 31  
Kannst keine Verbindung zustande  
bringen Nr. 391 22 81

Besuchszeiten:  
Montag bis Freitag 9-16 Uhr

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Allgemeines	1
2. Umfang der Untersuchungen	2
2.1 Erhaltungszustand	2
2.2 Messungen am Bauwerk	2
2.2.1 Allgemeines	2
2.2.2 Meßstellen	2
2.2.3 Belastung	3
3. Untersuchungsergebnisse	5
3.1 Erhaltungszustand	5
3.2 Meßergebnisse	6
4. Auswertung der Meßergebnisse	7
4.1 Spannkraftänderung im Koppelanker	7
4.2 Gemessene Schwingbreiten des Spannstahls und der Koppelanker	8
4.3 Lage der Dehnungsnulllinie bei der Probelastung	8
4.4 Exzentrische Laststellungen	8
4.5 Beanspruchung unter definierter rollender Belastung	9
4.6 Beanspruchung unter fließendem Verkehr	9
5. Schnittgrößenermittlung	10
5.1 Biegemomente in den Schnitten A bis F bei der Probelastung	10
5.2 Schnittgrößen in der Koppelfuge Feld 4 (Schnitt E) unter Eigengewicht, Vor- spannung, Temperatur und Verkehr	10
6. Deutung und Bewertung der Meßergebnisse	12
6.1 Nullpunktverschiebungen	12
6.2 Mitwirkung der Bodenplatte an der Lastabtragung	13
6.3 Vorspannkkräfte im Bereich der Koppelfugen	14
6.4 Zulässige Schwingbreite des Spannstahls an den Koppelstellen	14

	Seite
6.5 Tragverhalten an den Koppelfugen	18
7. Zusammenfassung	21

## 1. Allgemeines

An verschiedenen abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken wurden in jüngster Zeit Risse in den Koppelfugen festgestellt, so auch an der Talbrücke Kattenohl der BAB - A 45 (Sauerlandlinie). An diesem Überbau sollten daher exemplarisch Untersuchungen durchgeführt werden, die Aufschluß über den derzeitigen Zustand des Bauwerks und über die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen geben.

Die Talbrücke Kattenohl wurde in den Jahren 1965/66 im feldweisen Vorbau mit einem freitragenden Vorschubgerüst hergestellt. Das statische System des zur Untersuchung bestimmten Überbaues (Fahrtrichtung Dortmund) ist ein Durchlaufträger mit den Stützweiten 1 x 25,00 m und 5 x 31,50 m. Im Querschnitt stellt der Überbau einen zweizelligen Hohlkasten mit beidseitigen Kragarmen dar (s. Anlage 1). Vorgespannt ist der Überbau durch 15 Spannglieder A100 des Spannverfahrens "Polensky & Zöllner". In allen Koppelfugen wurden sämtliche Spannglieder gekoppelt.

Im März dieses Jahres wurden vom Autobahnamt Witten die Rißbreiten in den Koppelfugen gemessen, sie betrugen bis maximal 1,0 mm, und zeigten in den Stegen nach oben hin abnehmende Tendenz. Am Anschnitt zur Fahrbahnplatte waren nur noch Haarrisse zu erkennen. In der Fahrbahnplatte wurden keine Risse beobachtet.

Über den Zeitpunkt des Auftretens dieser Risse und über den zeitlichen Ablauf ihrer Entwicklung ist nichts bekannt.

Im April dieses Jahres wurde der Koppelanker des untersten Spanngliedes in der Koppelfuge durchleuchtet, die die größten Rißweiten aufwies. Die Aufnahmen ließen keine Risse in den Stahlteilen erkennen.

Die im folgenden beschriebenen Untersuchungen wurden vom 05. bis 12. Juni durchgeführt.

## 2. Umfang der Untersuchungen

### 2.1 Erhaltungszustand

An ca. 25 Bohrkernen wurden Baustoffprüfungen (Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, E-Modul, Karbonatisierungstiefe) durchgeführt.

Der Erhaltungszustand der Spannglieder und der Koppelanker wurde in 7 Querschnitten überprüft. Die einleitend erwähnte durchleuchtete Koppelstelle wurde auf voller Länge freigelegt und in Augenschein genommen.

### 2.2 Messungen am Bauwerk

#### 2.2.1 Allgemeines

Die experimentelle Untersuchung bestand im wesentlichen in der Überprüfung des Tragverhaltens eines typischen Abschnitts des Bauwerkes (Anlage 1) unter fließendem Verkehr bzw. definierten Belastungen. Es wurden daher Dehnungs- und Rißbreitenänderungen in einigen Querschnitten gemessen, um die so gewonnenen Meßwerte anschließend den rechnerisch zu erwartenden Werten gegenüberstellen zu können.

Auf eine Messung der Durchbiegungen wurde hierbei verzichtet, da die große Steifigkeit des Überbaues keine nennenswerten Verformungen erwarten ließ.

#### 2.2.2 Meßstellen

Im einzelnen wurden die folgenden, in den Anlagen dargestellten Meßstellen eingerichtet:

##### 1. Induktive Weggeber (s. Anlage 2 u. 3):

An den drei Stegen der Koppelfuge E und am Steg I der Koppelfuge A wurden mit induktiven Weggebern großer Meßbasis die Längenänderungen der Koppelanker und mit solchen kleiner Meßbasis die Rißbreitenänderungen oben und unten an den Stegen gemessen.

Die Meßwerte wurden auf einem 12-Kanal-Lichtstrahloszillographen aufgezeichnet, wodurch eine kontinuierliche Registrierung aller Meßdaten ermöglicht war.

Die Dehnungen des Koppelankers wurden über die Koppel-  
muffe hinweg gemessen (s. Schnitt A-A in Anlage 3), um  
die eigentliche Koppelstelle zu erfassen. Hierdurch  
wurde auch die für die erforderliche Meßgenauigkeit  
notwendige Meßlänge von ca. 20 cm erreicht.

2. Dehnmeßstreifen (s. Anlage 4 und 5):

Mit 33 Dehnmeßstreifen wurden Dehnungsänderungen am un-  
gerissenen Beton (21), am Spannstahl (6) und am schlaffen  
Stahl (6) gemessen. Die Ablesung erfolgte über manuelle  
Kompensatoren.

3. Setzdehnungsmeßstellen (s. Anlage 6):

An 22 Stellen wurden mit Setzdehnungsmeßgeräten (mit  
mechanischen Meßuhren) Rißbreitenänderungen gemessen.

4. Schlupfmessungen (s. Anlage 7):

Mit 4 fest angeordneten mechanischen Meßuhren wurden die  
Relativverschiebungen zwischen Koppelhülsen und umgeben-  
dem Beton beobachtet.

5. Temperaturmessungen:

An 4 Thermometern wurden Temperaturen abgelesen (Betontem-  
peraturen an 2 Stellen, Lufttemperatur im Hohlkasten, bzw.  
unter der Brücke (s. Anlage 22)).

### 2.2.3 Belastung

Unter folgenden Lasten wurden Messungen durchgeführt:

1. Statische Laststellungen:

Während einer Vollsperrung der Brücke wurden am Sonntag,  
den 12.06.77 von 03.00 Uhr bis 07.15 Uhr unter der Be-  
lastung von zwei Gruppen von je drei Erdbaufahrzeugen  
(Gesamtlast je Fahrzeug ca. 40 Mp) Dehnungs- und Rißbrei-  
tenänderungen gemessen. Für die Hauptlaststellungen LS 10,  
LS 20, LS 30, LS 40 wurden alle Meßdaten abgelesen; bei den  
übrigen Laststellungen konnte aus Zeitgründen nur ein Teil

der Meßdaten aufgezeichnet werden.

Anlage 8 enthält Angaben über die Achsabstände und Achslasten der Fahrzeuge sowie die Lastanordnung im Querschnitt. In Anlage 9 sind die Laststellungen in Brückenlängsrichtung dargestellt.

Da sich die Messungen auf die Klärung des Erhaltungszustandes der Koppelfuge E konzentrierten, waren die Hauptlaststellungen so gewählt, daß sie im Schnitt E das maximale (LS 1o) und das minimale (LS 2o) Biegemoment erzeugten. Um den Unterschied zwischen Koppelquerschnitt E und einem symmetrisch zu diesem liegenden monolythischen Querschnitt C herauszustellen, wurden entsprechende Laststellungen LS 3o und LS 4o für das maximale und das minimale Biegemoment  $\pm M_{\max}$  im Querschnitt vorgesehen. Die genannten 4 Laststellungen wurden stets unter Vollast, d.h. unter Verwendung aller Fahrzeuge erzielt.

Eine zweite Gruppe bildeten die Zwischenlaststellungen (LS 11-17 und LS 31 - 37) im Zuge der Positionsänderungen der Fahrzeuge zwischen den Hauptlaststellungen LS 1o/LS 2o bzw. LS 3o/LS 4o.

In einer dritten Gruppe wurden Einzelfahrzeuge über den Stegen in max M- und min M-Stellungen angeordnet, um in dieser Weise Aufschluß über die Querverteilung der Lasten am Hohlkasten bei ausmittigen Belastungen zu erhalten (s. Anlage 9).

## 2. Fahrt über die Brücke mit definierten Lasten:

Im Anschluß an die vorgenannten Messungen wurden von 07.15 Uhr bis 07.30 Uhr die Meßdaten der induktiven Weggeber beim Durchfahren der Brückenstrecke von jeweils zwei mit ca. 100 km/h nebeneinanderherfahrenden Fahrzeugen aufgezeichnet.

## 3. Fließender Verkehr:

Während des Spitzenverkehrsaufkommens am Freitagnachmittag, den 10.06.77, von 17.30 Uhr bis 20.00 Uhr, wurden die Meßwerte einiger induktiver Weggeber mit dem Lichtstrahloszillographen aufgezeichnet.

### 3. Untersuchungsergebnisse

#### 3.1 Erhaltungszustand

Die Baustoffprüfungen des Betons (B 450) ergaben mit  $902 \text{ kp/cm}^2$  bzw.  $54,5 \text{ kp/cm}^2$  vergleichsweise hohe mittlere Druck- bzw. Spaltzugfestigkeiten.

Der E-Modul liegt bei etwa  $390000 \text{ kp/cm}^2$ . Die Ergebnisse der Baustoffprüfungen sind in Anlage 10 zusammengestellt.

Karbonatisierungsprüfungen wurden nur an Bohrkernen aus der Bodenplatte vorgenommen. An der Plattenober- und unterseite wurden Karbonatisierungstiefen von maximal ca. 1,0 cm festgestellt, an den Rißufern nahmen die Tiefen von maximal ca. 1,0 cm an den Plattenaußenflächen bis auf maximal ca. 0,3 cm in der Plattenmittelfläche ab. Die in den Bauzeichnungen angegebene Betondeckung von 3,0 cm war bei allen Proben eingehalten.

An den freigelegten Koppelankern und Spanngliedern konnten keine offensichtlichen Mängel festgestellt werden: Die Spanndrähte, Anker und Verbindungsteile waren einwandfrei von Verpreßmörtel umgeben. Im Verpreßmörtel wurden keine Lunkerstellen und keine Risse gefunden. Zerstörungen des Verbundes zwischen Stahlteilen und umgebendem Beton oder Mörtel waren äußerlich nicht festzustellen.

Nur bei der vollständig freigelegten Koppelung konnte der Verlauf eines Koppelfugenrisses im Beton verfolgt werden. Der hier beobachtete Riß verlief von der Betonoberfläche mit abnehmender Rißbreite bis zur Ankerplatte und auf dieser - an der Seite des später anbetonierten Bauabschnittes entlang - bis in die Nähe des Koppelankers. Direkt am Koppelanker und oberhalb des Koppelankers war kein Riß zu erkennen. Da hier die unterste Spanngliedkopplung eines Steges geöffnet worden war, läßt der Rißverlauf vermuten, daß der Steg nur an den Betonoberflächen und unterhalb der Spanngliedkopplungen gerissen war und nicht aber in der Stegmitte, d.h. im



Bereich der Anker. Für diese Vermutung spricht auch die Tatsache, daß es beim Verpressen der Risse (durchgeführt im Anschluß an die hier beschriebenen Untersuchungen von der Fa. Schulze & Stemmerk) nicht möglich war, Kunstharz durch die Stege hindurchzupressen.

### 3.2 Meßergebnisse

Während der gesamten Versuchszeit wurden mehrfach Meßwerte der unbelasteten Brücke notiert. Vermutlich infolge Abkühlung der am vorangegangenen Tage erwärmten Fahrbahnplatte veränderten sich insbesondere an den Koppelfugen diese Nullwerte beträchtlich.

In den Anlagen 11 bis 16 sind sämtliche Meßergebnisse bezogen auf den zum betreffenden Zeitpunkt geltenden Nullwert der unbelasteten Brücke angegeben. Die gemessenen Längenänderungen an den Koppelankern sind als bezogene Dehnungen angegeben.

Auf die Darstellung der Ergebnisse der Schlupfmessungen wird verzichtet, da keine nennenswerten Relativverschiebungen zwischen den Koppelhülsen und dem umgebenden Beton festgestellt wurden.

Die geplante außenliegende Dehnmeßstelle 55 konnte nicht angebracht werden, da sich bei der vorangegangenen Montage der anderen außenliegenden Meßstellen wegen des dazu erforderlichen Brückenbesichtigungswagens bereits ein Verkehrsstau gebildet hatte, der eine längere halbseitige Sperrung der Brücke nicht zuließ.

Die Ergebnisse der Dehnungsmeßstelle 67 waren infolge der Störungen durch die Wärmeentwicklung darunter stehender Meßgeräte nicht verwertbar.

Der zeitliche Verlauf der Nullpunktverschiebungen der einzelnen Meßstellen bei unbelasteter Brücke ist in der Anlage 17 dargestellt.

#### 4. Auswertung der Meßergebnisse

##### 4.1 Spannkraftänderung im Koppelanker

Die am Bauwerk über die Koppelmuffe hinweg gemessenen Längenänderungen liefern lediglich mittlere Dehnungswerte über eine Länge veränderlichen Querschnitts. Die Beziehung zwischen Dehnweg und Spannkraft wurde in einem Eichversuch im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau in Braunschweig ermittelt. Hierfür wurde ein Ankerkörper, bestehend aus 2 Gewindestücken M 56 von ca. 50 cm Länge und einer Verbindungsmuffe  $\emptyset$  110/M 56 von der Firma Polensky & Zöllner zur Verfügung gestellt.

In einem Zugversuch (s. Anlage 23) mit mehrfacher Schwellbelastung zwischen 50 Mp und 100 Mp wurden die Längenänderungen über die Muffe hinweg mit zwei einander gegenüberliegenden induktiven Weggebern gemessen. Die Meßergebnisse wurden durch Setzdehnungsmessungen kontrolliert. Die Auswertung ergab die Beziehung:

$$\Delta P = 1,0 \text{ Mp} \hat{=} \varepsilon_m = 22,2 \text{ } \mu\text{m/m}$$

Damit erhält man eine mittlere Stahlfläche von

$$F_m = \frac{\Delta P}{E \cdot \varepsilon} = \frac{1,0}{2,1 \cdot 10^7 \cdot 22,2 \cdot 10^{-6}} = 0,00215 \text{ m}^2 = 21,5 \text{ cm}^2$$

Dies entspricht einem mittleren Durchmesser von

$$\emptyset = \sqrt{21,5 \cdot \frac{4}{\pi}} = 5,22 \text{ cm}$$

Am Gewinde des geprüften Ankers wurden folgende Durchmesser gemessen:

$$\begin{aligned} \emptyset_i &= 4,86 \text{ cm} & \emptyset_a &= 5,50 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} \cdot (\emptyset_i + \emptyset_a) &= 5,18 \text{ cm} \end{aligned}$$

Aufgrund der guten Übereinstimmung  $5,22 \approx 5,18 \text{ cm}$  können mit ausreichender Genauigkeit die am Bauwerk über die Koppelmuffe hinweg gemessenen mittleren Dehnungen ohne weitere Umrechnung als Dehnungen des Ankers aufgefaßt werden:

$$\varepsilon_m \approx \varepsilon_{\text{Anker}}$$

#### 4.2 Gemessene Schwingbreiten des Spannstahls und der Koppelanker

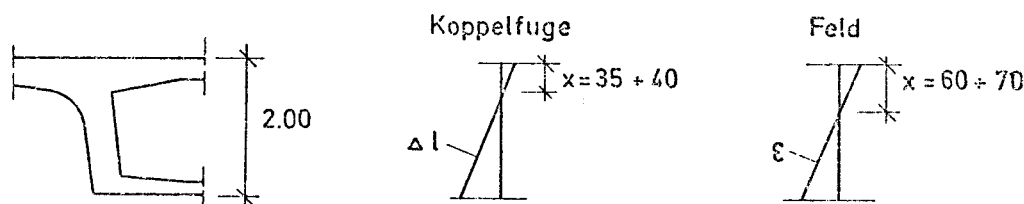
In Anlage 18 sind die gemessenen Spannungs- und Spannkraftänderungen ( $\Delta\sigma$  und  $\Delta P$ ) zwischen den Laststellungen LS 1o u. LS 2o und zwischen LS 4o und LS 3o angegeben.

Die zugehörige Spannungsänderungen im Spannstahl nächst dem Koppelbereich  $\Delta\sigma_{zi}$  wurde aus der Änderung der Spannkraft im Anker bezogen auf den Spannstahlquerschnitt ermittelt.

$$\Delta\sigma_{zi} = \frac{\Delta P_A}{F_z}$$

#### 4.3 Lage der Dehnungsnulllinie bei der Probelastung

Aus den gemessenen Dehnungs- und Rißbreitenänderungen lassen sich folgende Nulllinienlagen ermitteln



#### 4.4 Exzentrische Laststellungen

Der Einfluß einer Lastexzentrizität ist aus der graphischen Darstellung einiger Messungen an der Koppelfuge in der Anlage 19 abzulesen.

Die wenigen zu dieser Problemstellung vorliegenden Meßergebnisse lassen keine exakte Aussage über die Lastverteilung exzentrischer Lasten auf die drei Stege zu. Zu erkennen ist jedoch die Tendenz, daß die unmittelbar belasteten Stege einer stärkeren Biegebeanspruchung ausgesetzt sind, als sie sich aus der Annahme einer gleichmäßigen Aufteilung des Gesamtmomentes auf die drei Stege ergibt.

#### 4.5 Beanspruchung unter definierter rollender Belastung

Ein dem Schwingbeiwert  $\varphi$  vergleichbarer Erhöhungsfaktor für bewegliche Laststellungen läßt sich aus dem Verhältnis der auf die zugehörigen Biegemomente bezogenen Dehnungs- und Rißbreitenänderungen unter rollender und statischer Last ermittelt.

Aus dem Vergleich der in den Anlagen 11 und 15 angegebenen Meßdaten ergibt sich ein Schwingbeiwert von

$$\varphi \approx 1,00 \div 1,20$$

#### 4.6 Beanspruchung unter fließendem Verkehr

Wie aus Anlage 16 zu entnehmen ist, wurden unter fließendem Verkehr maximal etwa 35 % der bei der Probelastung erreichten Dehnungs- und Rißbreitenänderung festgestellt.

## 5. Schnittgrößenermittlung

Die im folgenden angegebenen Biegemomente am Brückenüberbau wurden ohne Berücksichtigung eines Steifigkeitsabfalles in den Bereichen der Koppelfugen infolge Rißbildung ermittelt.

### 5.1 Biegemomente in den Schnitten A bis F bei der Probelastung

Die Biegemomente für die Hauptlaststellungen LS 10 und LS 20 sind in der Anlage 21 angegeben. Die Werte für die Laststellungen LS 30 und LS 40 lassen sich mit ausreichender Genauigkeit aus den Laststellungen LS 10 und LS 20 unter der Annahme eines um die Stützenachse D symmetrischen statischen Systems des Überbaues ablesen .

### 5.2 Schnittgrößen in der Koppelfuge Feld 4 (Schnitt E) unter Eigengewicht, Vorspannung, Temperatur und Verkehr nach DIN 1072

Die in Anlage 20 angegebenen Schnittgrößen wurden ausgehend von der statischen Berechnung der Firma Strabag aus dem Jahre 1965 unter Berücksichtigung folgender Korrekturen ermittelt:

#### 1. Eigengewicht und Verkehr:

In der o.g. Statik wurden die Schnittgrößen versehentlich für eine Koppelfuge bei 0,15·l ermittelt. Die korrigierten Werte gelten für richtige Lage der Koppelfuge bei 0,167·l.

#### 2. Temperatur:

In der o.g. Statik wurde kein Temperaturlastfall untersucht. Die angegebenen Werte wurden unter Vernachlässigung der geringfügigen Steifigkeitsvergrößerungen in den Stützenbereichen ermittelt.

### 3. Vorspannung:

Die Spannbettkräfte wurden in der o.g. Statik nur für die Gesamtheit der Spannglieder ermittelt. Die Reibungsverluste wurden aus der Krümmung der Schwerachse aller Spannglieder berechnet. Die Abnahme der Spannkraft der zuerst vorgespannten Spannglieder durch die Betonstauung beim Vorspannen der danach vorgespannten Spannglieder wurde nicht berücksichtigt. Bei der Ermittlung der Normalkraft und des Biegemomentes infolge Vorspannung wurde vereinfachend

$$N_{bv} = - Z_v \cdot \cos \alpha \approx Z_v \text{ gesetzt.}$$

Spannbettnormalkraft und Spannbettmoment liegen in der o.g. Statik um ca. 10 bzw. ca. 25 % über den Werten, die sich nach der Korrektur der genannten Vereinfachungen ergaben.

Für den Lastfall  $g + \Delta g + v + sk$  ist die Betonspannung am unteren Querschnittsrand unter den neu ermittelten Schnittgrößen in Anlage 20 angegeben.

## 6. Deutung und Bewertung der Meßergebnisse

### 6.1 Nullpunktverschiebungen

In Anlage 17 ist der zeitliche Verlauf der Nullpunktverschiebungen einiger charakterischer Meßstellen dargestellt. Die durch + gekennzeichneten Werte, die zu Kurven verbunden wurden, geben Mittelwerte für die entsprechenden Gruppen von Meßstellen an.

Ungenauigkeiten der Meßtechnik sind mit Sicherheit als nennenswerte Ursachen der Nullpunktverschiebungen auszuschließen.

Die am Freitagabend beobachteten Nullpunktverschiebungen verlaufen in der gleichen Richtung wie die dargestellten von Sonntagnacht. Am Samstagvormittag wurden genau entgegengesetzte Nullpunktverschiebungen festgestellt. Diese Beobachtungen erhärten die Vermutung, daß die Nullpunktverschiebungen die Folge von Temperaturdifferenzen zwischen der Fahrbahnplatte und den darunterliegenden Querschnittsteilen sind. Es sei angemerkt, daß die Fahrbahnplatte während der Meßtage infolge nur ganz geringer Bewölkung tagsüber besonders starker Sonneneinstrahlung ausgesetzt war.

Ergänzt man die während der Probelastung beobachteten Nullpunktverschiebungen durch die an anderen Meßtagen gewonnenen Daten zu einer über 24 Stunden laufenden Kurve, so ergibt sich ein Bild ähnlich einer Sinusfunktion mit einer maximalen Amplitude von ca. 150 bis 200  $\mu\text{m}/\text{m}$  Ankerdehnung und ca. 250 bis 300  $\mu\text{m}$  Rißbreitenänderung an den Koppelfugen.

Zum Vergleich betrugen bei fließendem Verkehr die Schwingbreiten maximal ca. 80  $\mu\text{m}/\text{m}$  Ankerdehnung und ca. 65  $\mu\text{m}$  Rißbreitenänderung. Bei den Probelastungen wurden maximal ca. 250  $\mu\text{m}/\text{m}$  bzw. 200  $\mu\text{m}$  erreicht.

Diese Deutung der relativ großen Nullpunktverschiebungen führt zur Vorstellung, daß die gerissenen Koppelquerschnitte als eine Art "Federgelenke" im System eines Durchlaufträgers arbeiten. Wegen der wesentlich geringeren Steifigkeit dieser Gelenke werden alle Verdrehungen der übrigen Querschnitte in diesen Bereichen auf kurzen Strecken aufsummiert, woraus die großen gemessenen Nullpunktverschiebungen erklärt werden können. Erwähnenswert erscheint in dieser Beziehung die Tatsache, daß die Nullpunktverschiebungen im Bereich der Fugen mit jenen im Feldbereich nach Vorzeichen und Größenordnung im Einklang stehen.

Eine letzte Klärung dieses Verformungsverhaltens kann natürlich aus den wenigen Messungen nicht herbeigeführt werden. Hierzu wären Messungen über einen längeren Zeitraum in wärmeren Jahreszeiten erforderlich.

## 6.2 Mitwirkung der Bodenplatte an der Lastabtragung

Bei einer Ausgangsrißbreite von ca. 1,0 mm in der Bodenplatte wurden unter den beschriebenen Belastungen Änderungen von maximal  $\pm 0,12$  mm beobachtet. Bohrkerne, die nach dem Verpressen der Risse entnommen wurden, ließen erkennen, daß die an den Plattenoberflächen meßbaren Rißbreiten für die gesamte Fläche der Platte gelten. Es kann daher mit Sicherheit davon ausgegangen werden, daß die gerissenen Bodenplatten in den untersuchten Koppelfugen auch unter negativen Momenten keine Druckkräfte übertragen können.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen am Betonstahl in den Bodenplatten lassen keine gesicherten Aussagen über das Mitwirken der Bewehrung an der Lastabtragung zu. Die Meßwerte reichen von Dehnungen im erwarteten Richtungssinne mit Schwingbreiten von maximal ca.  $\Delta\epsilon = 1,0$  o/oo bis zu Deh-



nungen entgegengesetzt den Rißbreitenänderungen.

Der Verbund zwischen den Bewehrungsstäben und dem umgebenden Beton ist offensichtlich über einen größeren Bereich neben den Koppelfugen zerstört. Es ist außerdem zu vermuten, daß diese Bewehrungsstäbe, die nur einem verschwindend geringen Bewehrungsgehalt für die Bodenplatte entsprechen, beim Auftreten der ersten Risse über die Streckgrenze hinaus beansprucht wurden.

### 6.3 Vorspannkkräfte im Bereich der Koppelfugen

Die Vorspannkkräfte im Bereich der Koppelfugen sind in Anlage 18 als  $\Delta P$  angegeben.

Die an den im Verbund liegenden Spannstählen gemessenen Kraftänderungen liegen in etwa in der Größenordnung wie die Rechenwerte für einen ungerissenen Querschnitt (Zustand I). An den Koppelankern dagegen steigen die Kraftänderungen auf wesentlich höhere Werte an:

am Spannstahl vor				
dem Koppelanker	:	vorh. $\Delta P$	=	0,41 Mp $\approx$ rechn. $\Delta P$ = 0,35 Mp
am Koppelanker	:	"	=	10,00 Mp > " = 1,00 Mp
am Spannstahl nach				
dem Koppelanker	:	"	=	2,00 Mp $\approx$ " = 0,87 Mp

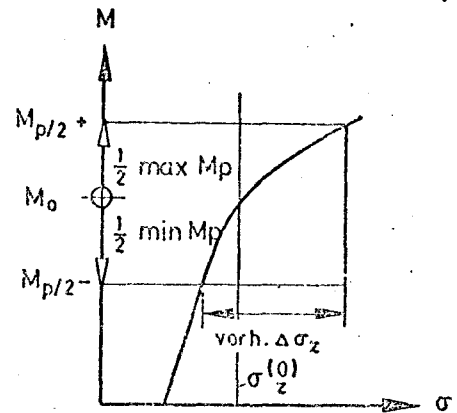
Diese Ergebnisse erlauben den Schluß, daß die in den Bereichen der Koppelanker infolge des dort herrschenden gerissenen Zustandes zu erwartenden hohen Spannkraftänderungen allenfalls durch örtlich auftretende Verbundwirkungen und direkte Abstützungen auf den Beton verringert werden. Diese Vorstellung wird durch den sowohl augenscheinlich als auch durch die Schlupfmessungen festgestellten ungestörten Verbund zwischen Koppelhülse und ungebundenen Beton bestätigt.

### 6.4 Zulässige Schwingbreite des Spannstahls an den Koppelstellen

Die Änderung der besonderen Bestimmungen im Zulassungsbescheid zum Spannverfahren Polenzky & Zöllner vom 08.02.77 verlangt den Nachweis der Schwingbreite des Spannstahls in Koppelquerschnitten bei  $\pm p/2$  unter gleichzeitiger Einwirkung eines neu definierten Temperaturlastfalles. Hierbei ist davon auszugehen, daß der Beton keine Zugfestigkeit besitzt. Als

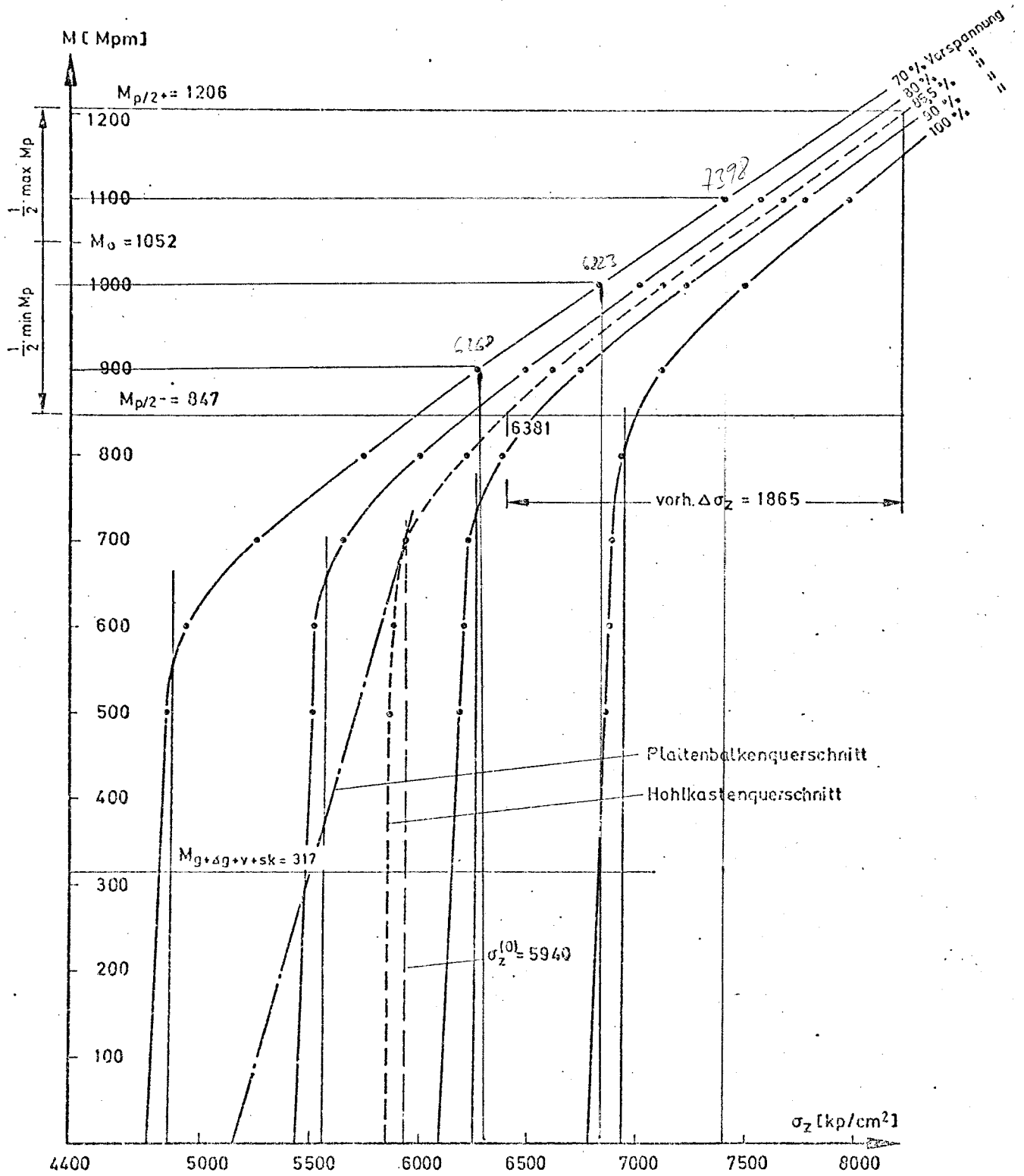
zulässige Schwingbreite ist der 1/1,45-fache Wert der im Versuch nachgewiesenen Dauerschwingfestigkeit von  $800 \text{ kp/cm}^2$  anzusetzen.

Das nebenstehende Diagramm erläutert die Bezeichnungen und die folgenden Überlegungen:



- $M$  = Biegemoment am Gesamtquerschnitt (Achsbezeichnung)  
 = Biegemoment aus äußeren Lasten + Zwangsanteil aus Vorspannung
- $M_0$  =  $M_g + M_{\Delta g} + M_T + M_v$
- $M_{p/2}^-$  = " " " " +  $1/2 \cdot \min M_p$
- $M_{p/2}^+$  = " " " " +  $1/2 \cdot \max M_p$
- $\sigma_z$  = Spannstahlspannung (Achsbezeichnung)
- $\sigma_z^{(0)}$  = Spannbettspannung
- $\Delta \sigma_z$  = Schwingbreite des Spannstahls

In dem auf der folgenden Seite dargestellten  $M-\sigma_z$  - Diagramm wurden neben dem planmäßigen Vorspannzustand (vgl. Kurve mit 85,5 %-Vorspannung nach Abklingen von Schwinden und Kriechen, da 100 % den Zustand  $t = 0$  bezeichnet) auch die Kurven für andere Spannkraftverluste angegeben. Anhand dieser Kurven lassen sich Auswirkungen eines örtlichen Fehlers in der Vorspannung (z.B. höhere Reibungs- oder Kriechverluste) abschätzen.



$M - \sigma_z$  - Diagramm des untersten Spanngliedes  
in Koppelfuge E

Der Nachweis ergibt unter Verwendung der in Abschnitt 5.2 ermittelten Schnittgrößen und Spannbettkräfte eine Schwingbreite von  $\Delta\sigma_z = 1865 \text{ kp/cm}^2$  gegenüber einem zulässigen Wert von  $\Delta\sigma_z = 800/1,45 = 552 \text{ kp/cm}^2$ . Der hohe Wert ergibt sich deshalb, weil das im Änderungsbereich definierte Temperaturmoment sehr hoch ausfällt und somit sich der Koppelquerschnitt unter Lastschwankungen  $\pm M_{\max}$  stets im gerissenen Zustand befindet. Die flache Neigung der  $M-\sigma_z$ -Kurven in diesem Bereich bewirkt hohe Spannstahl-Spannungsänderungen auch unter geringen Wechselmomenten.

Aus den Meßergebnissen der Probelastung lassen sich die unter halber Verkehrslast tatsächlich vorhandenen Schwingbreiten ermitteln:

$$\Delta\sigma_{\pm p/2} = \Delta\sigma_{\text{Probelastung}} \cdot \frac{\Delta M_{\pm p/2}}{\Delta M_{\text{Probel.}}}$$

$$\text{mit } \Delta M_{\pm p/2} = \frac{1}{2} \cdot (409 + 309) = 359 \text{ Mpm}$$

$$\Delta M_{\text{Probel.}} = 502 \text{ Mpm} \quad (\text{LS } 10 - \text{LS } 20)$$

$$\Delta\sigma_{\text{Probel.}} = \text{Mittelwert für } \Delta\sigma_z \text{ bzw. } \Delta\sigma_{zi} \text{ nach Anlage 18}$$

	$\Delta\sigma_z$ (Spannstahl) BA 3	$\Delta\sigma_{zi}$ (Anker)	$\Delta\sigma_z$ (Spannstahl) BA 4
$\Delta\sigma_{\text{Probel.}}$	30	746	150
$\Delta\sigma_{\pm p/2}$	21	533	107

Die aus den Ergebnissen der Probelastung ermittelten Schwingbreiten im Spannstahl sind somit erheblich kleiner als die Rechenwerte nach dem geänderten Zulassungsbescheid. Hierauf wird im folgenden noch eingegangen.

Der für Zustand II geltende Kurvenabschnitt wurde unter der Annahme eines voll gerissenen Zustandes ermittelt. Es ist bekannt, daß diese Annahme nur dann in etwa der Wirklichkeit entspricht, wenn sich der gerissene Bereich auf das mehrfache der Querschnittshöhe entlang der Tragwerksachse erstreckt und wenn die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen infolge Verbundwirkung der Schlauffbewehrungs- und Spannstähe nahezu voll abgebaut ist. Keine der hier genannten Voraussetzungen ist für gerissene Koppelfugen gültig; da es sich hierbei jeweils um einen Einzelriß, mit mehr oder weniger ausgeprägter Störung des Verbundes im Bereich des Koppelankers, jedoch mit ausgesprochen guten Verbundeigenschaften in nur geringer Entfernung hiervon handelt.

Unter diesen Umständen können die im Versuch gemessenen Spannschwankungen kaum sinnvoll in einem mit stark idealisierenden Annahmen gewonnenen  $M-\sigma_z$ -Diagramm dargestellt werden. Es ist nach den bisherigen Erörterungen anzunehmen, daß die flache Neigung des für den gerissenen Zustand gültigen Kurvenabschnittes in Wirklichkeit erheblich steiler ausfällt. Dadurch wäre der Übergang zwischen einem ungerissenen und gerissenen Plattenbalken nahezu knickfrei, wie dies sich aus den Meßergebnissen in etwa herausstellt:

Die aus LS10 - LS20 bzw. LS30 - LS40 ermittelbaren Spannungsänderungen  $\Delta\sigma_z$  sind - von geringen versuchsbedingten Abweichungen abgesehen - etwa proportional zu den entsprechenden Momenten.

Wie in Abschnitt 6.1 im einzelnen erörtert, veränderten sich die Nullablesungen der unbelasteten Brücke während der Dauer der Probelastungen beträchtlich. Wie dort beschrieben, wird dies auf Temperaturbeanspruchungen infolge  $\Delta T$  zurückgeführt. Aus den oben erörterten Gründen ist es allerdings schwierig, die genaue Größe der den Versuch begleitenden Temperaturbeanspruchungen anzugeben, da das Rechenmodell eines vollständig ausgebildeten Zustandes II hierfür ungeeignet ist. Vielmehr müßte man bei einer rechnerischen Über-

prüfung der Meßergebnisse von Federgelenken in den Koppelfugen ausgehen und dann hieraus  $M-\sigma_z$ -Beziehungen herleiten. Solche Berechnungen überschreiten den Rahmen des vorliegenden Auftrages.

Sucht man dennoch mit dem derzeit bekannten  $M-\sigma_z$ -Diagramm die Frage der während der Probelastung vorhandenen Temperaturbeanspruchungen zu beantworten, so ergibt sich aus einer Abschätzung hieraus etwa  $\Delta T \leq 5^\circ\text{C}$ .

## 7. Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht bringt die Auswertungen aller während einer Probelastung an der Talbrücke Kattenohl gewonnenen Meßergebnisse zum vorläufigen Abschluß. Die endgültige Fassung des Berichtes wird außer den noch durchzuführenden Messungen weitere Auswertungen aller Zwischenlastfälle enthalten.

Unabhängig vom vorläufigen Charakter des Berichtes kann zu den hier hauptsächlich interessierenden Fragen der Sanierung des Bauwerkes wie folgt Stellung genommen werden:

Wenngleich unter der Probelastung - unter Einwirkung einer Momentenamplitude, die jene nach DIN 1072 für  $p/2$  sogar übertrifft - nur vergleichsweise kleine Werte  $\Delta\sigma_z$  (Spannstahl-Spannungsschwankungen) gemessen wurden, so kann dieser Umstand nicht ohne weiteres als Hinweis darauf gewertet werden, daß eine Verstärkung der gerissenen Koppelquerschnitte unnötig sei.

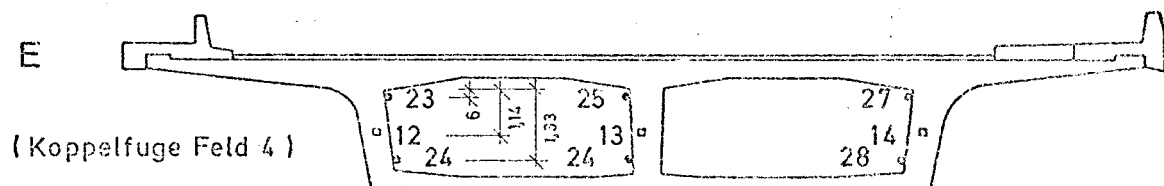
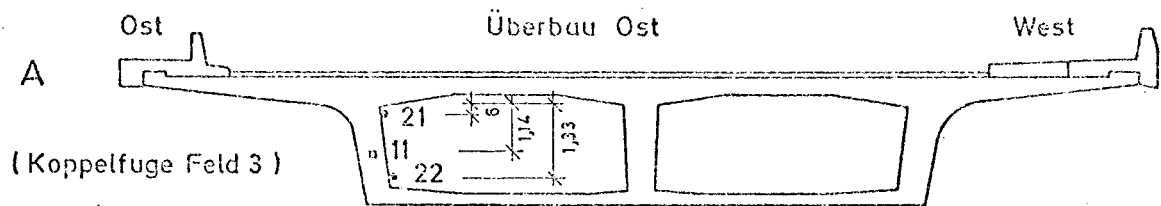
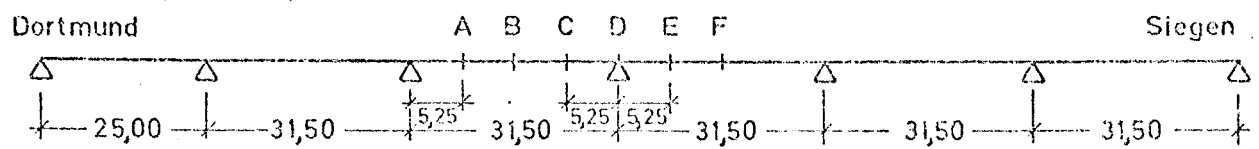
Mit Hinzutreten eines größeren Temperaturzwangsmomentes  $M_T$  - z.B. wie es die jetzt geltenden Bestimmungen fordern - wären vermutlich auch schon unter der Probelastung wesentlich größere Werte  $\Delta\sigma_z$  zu erwarten gewesen. Trifft allerdings die hier geäußerte Vermutung zu, daß die gerissenen Koppel-fugen ähnlich wie Federgelenke wirken, bleiben die tatsächlichen Zwangsmomente  $M_T$  etwas kleiner als die hier für einen ungerissenen Überbau ermittelten Werte. Beispielsweise sinkt der rechnerische Wert von  $\Delta\sigma_z$  auch unter den in Abschnitt 6.5 beschriebenen Idealisierungen von 1865 auf rund  $1300 \text{ kp/cm}^2$  ab, wenn das Moment  $M_T$  von 808 um 25% auf 606 Mpm reduziert wird. Größere Abminderungen des wirksamen Temperatur-Zwangmomentes erscheinen allerdings nicht statthaft, da das Zwangsmoment nach dem Änderungsbescheid nicht nur tatsächlich gemessene Temperaturunterschiede

sondern auch sonstige nichtlineare Spannungszustände infolge Zwang im Bereich der Koppelfuge decken soll.

Verstärkungsmaßnahmen in den Koppelquerschnitten erscheinen somit geboten; das Maß der Verstärkung kann u.U. aufgrund einer genaueren Ermittlung der Temperatur-Zwangmomente geringfügig reduziert werden.

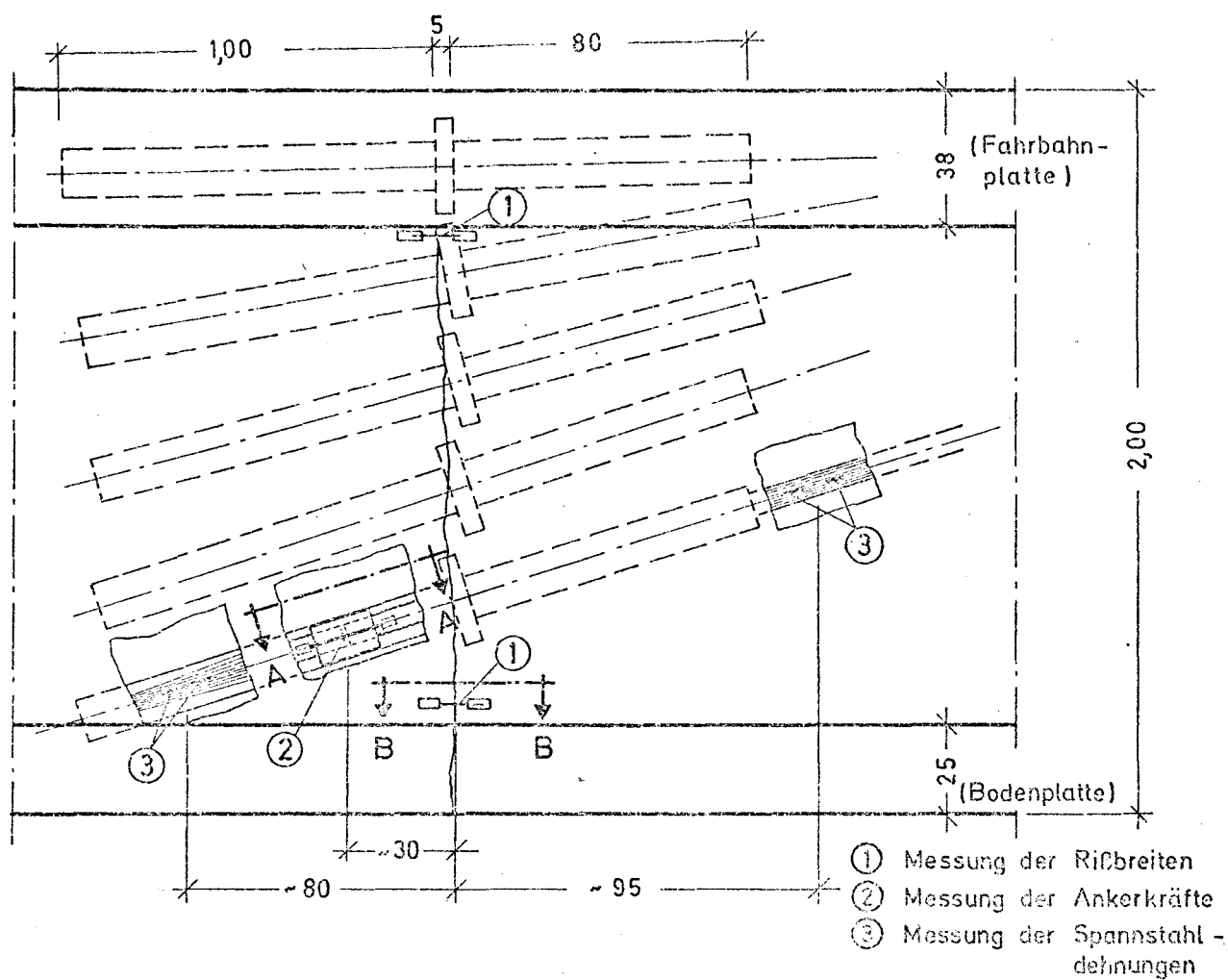


statisches System:

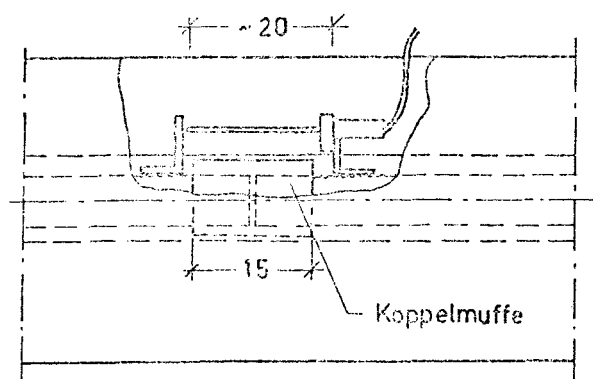


- Rissbreitenmessung
- ▣ Ankerkraftmessung

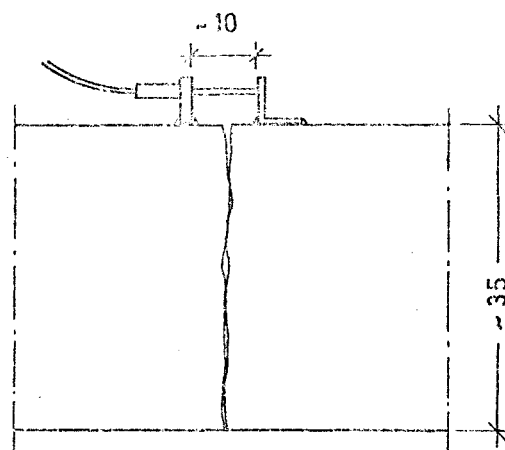
Lage der induktive Weggeber



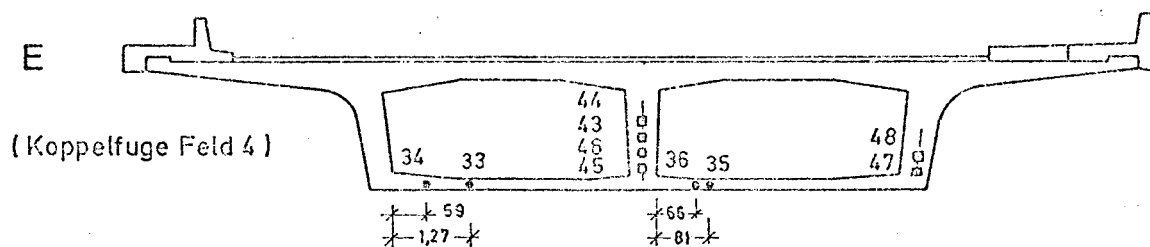
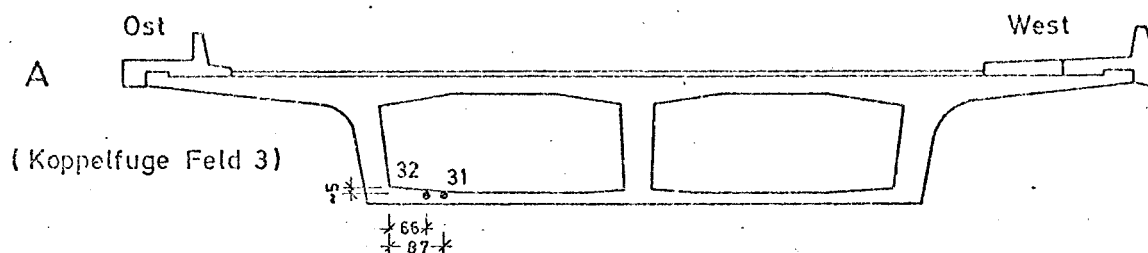
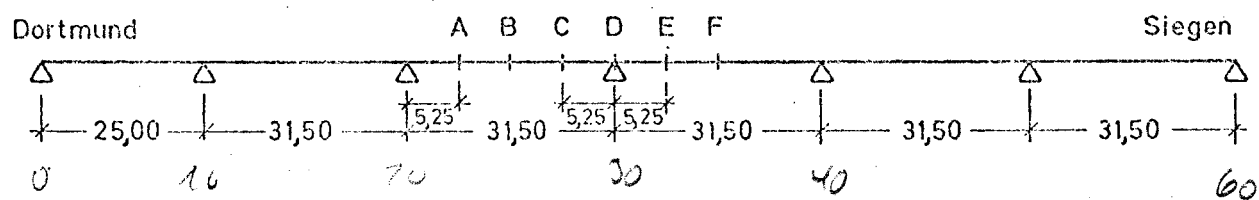
Schnitt A - A



Schnitt B - B



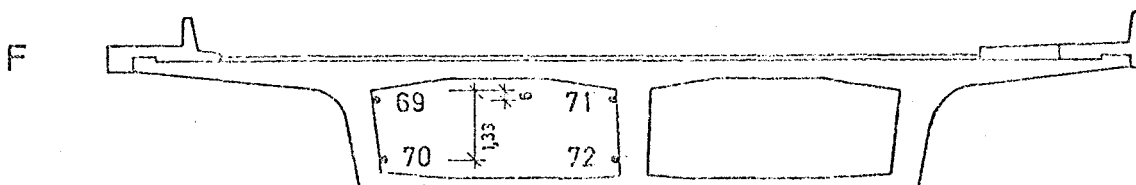
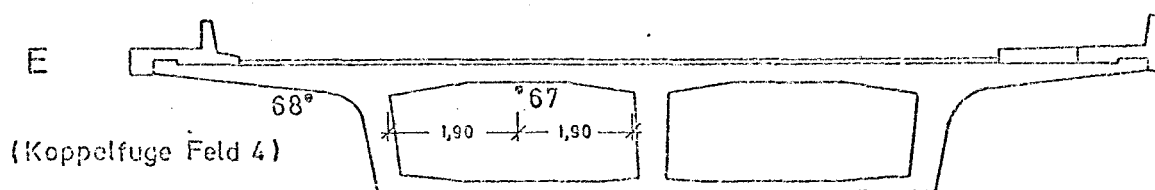
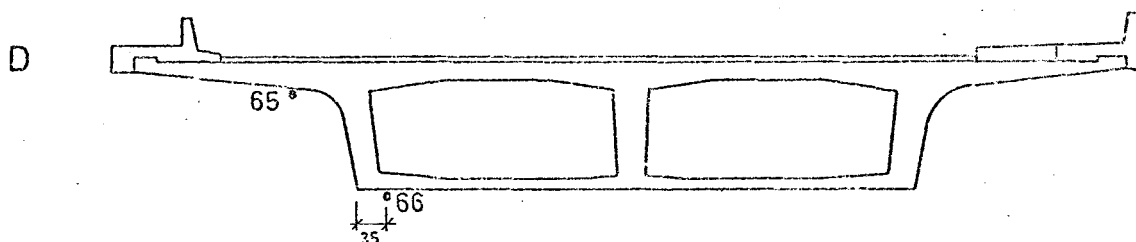
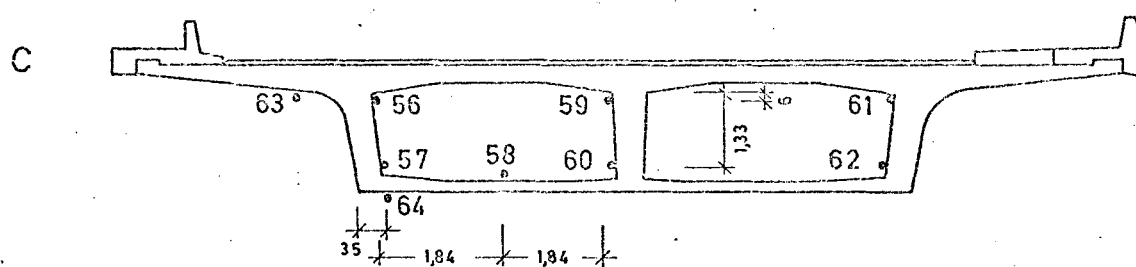
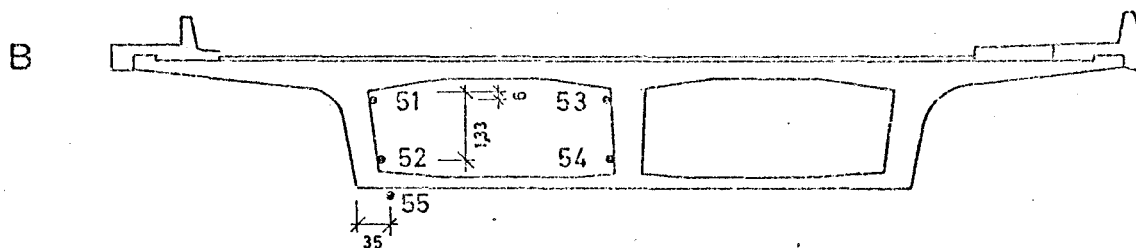
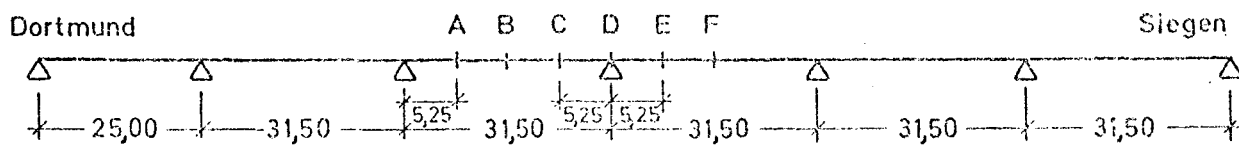
Meßstellen im Bereich der Koppelfuge E



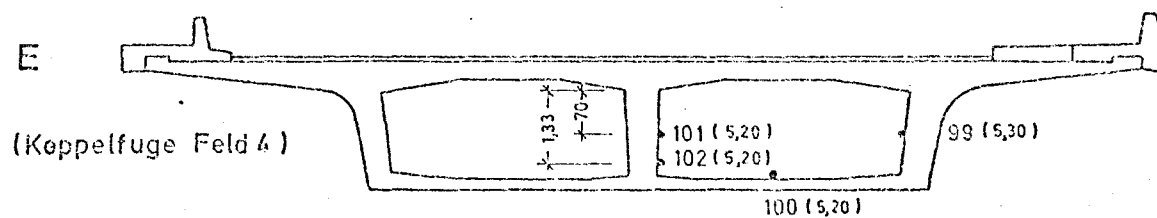
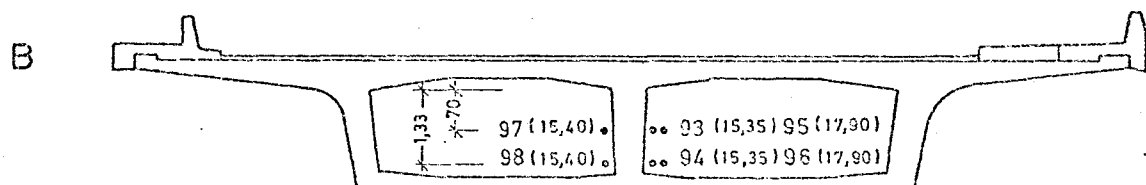
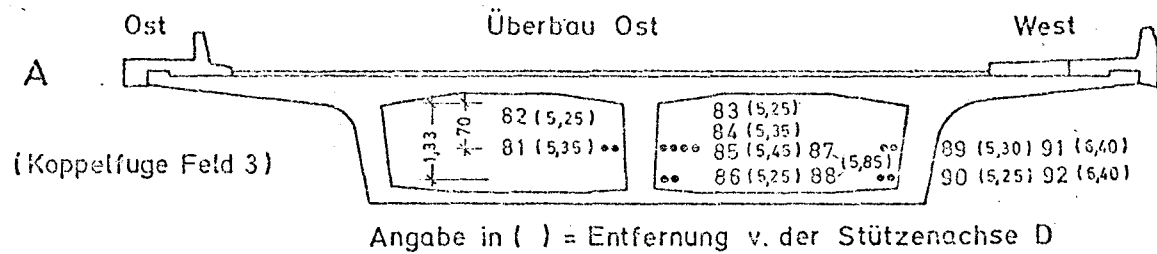
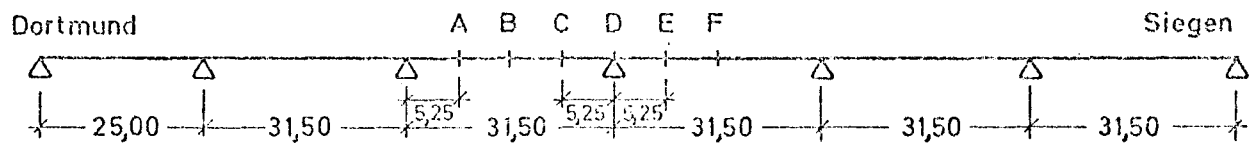
□ am Spannstahl St 145/160, SIGMA oval 40

• am BSt 42/50,  $\phi$  8

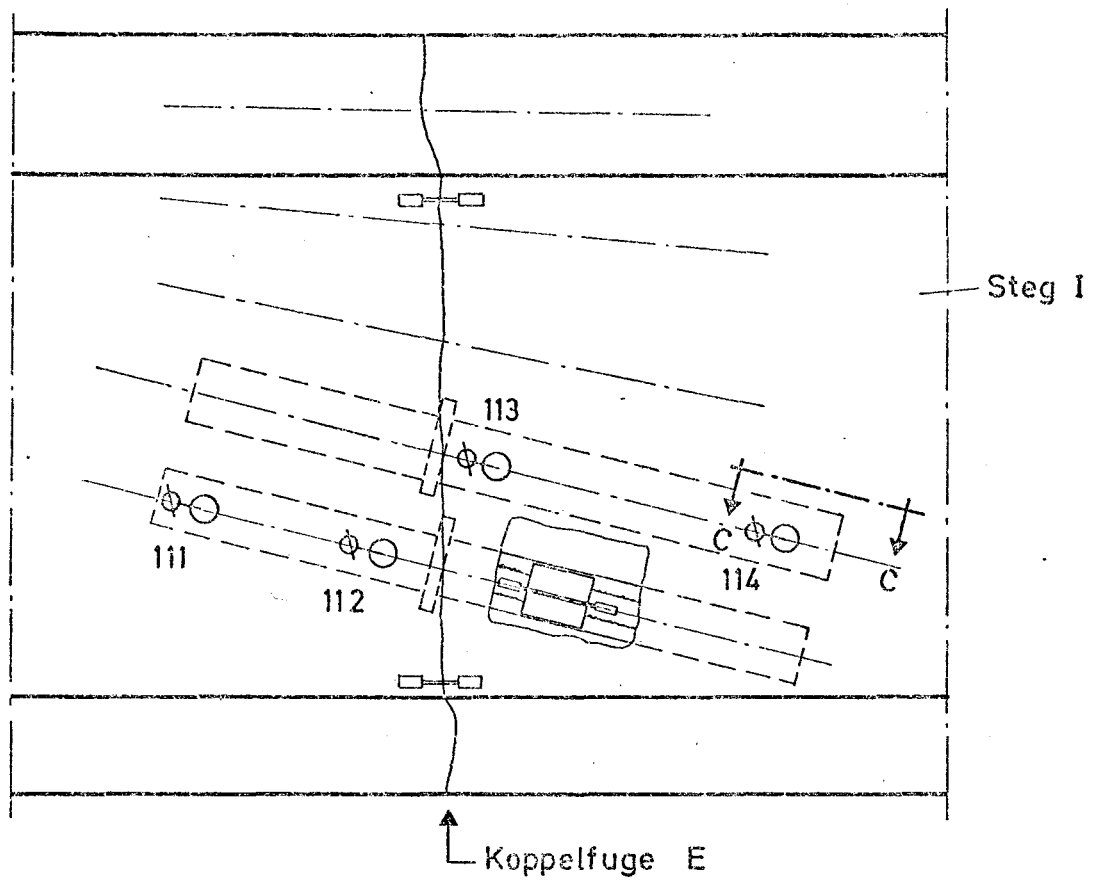
Lage der Dehnmeßstreifen am Stahl



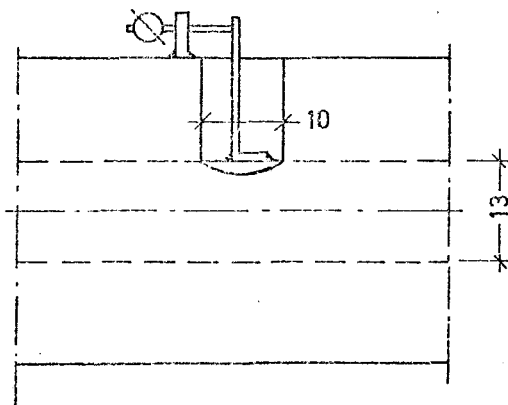
Lage der Dehnmessstreifen am Beton



Lage der Setzdehnungsmeßstellen am Beton

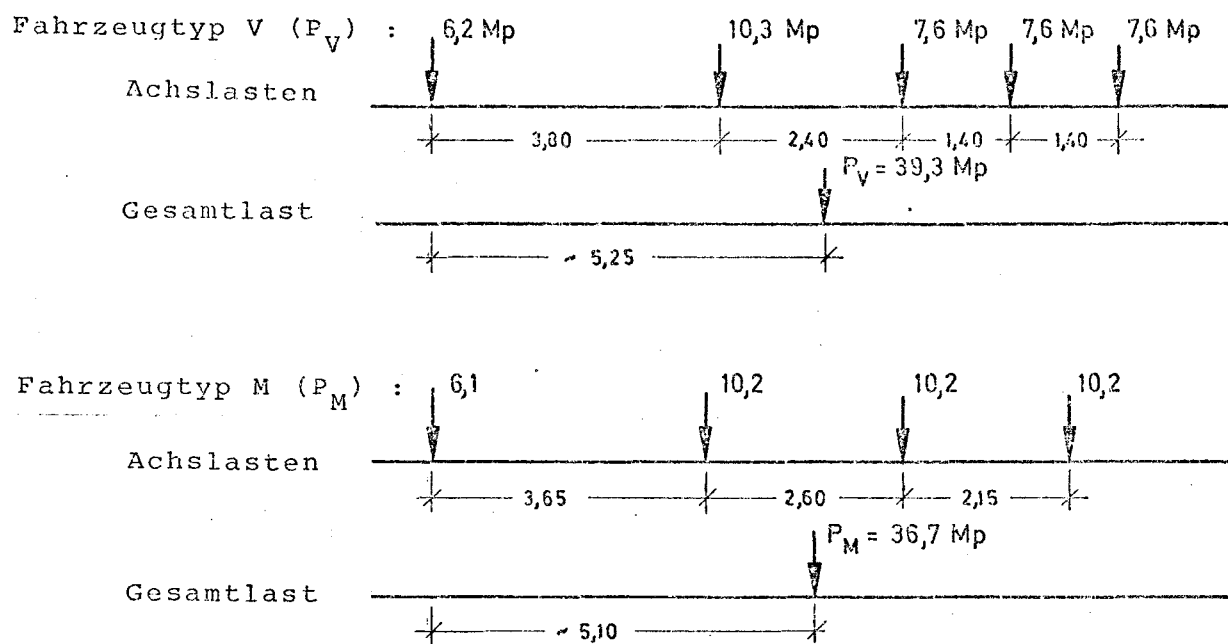


Schnitt C - C

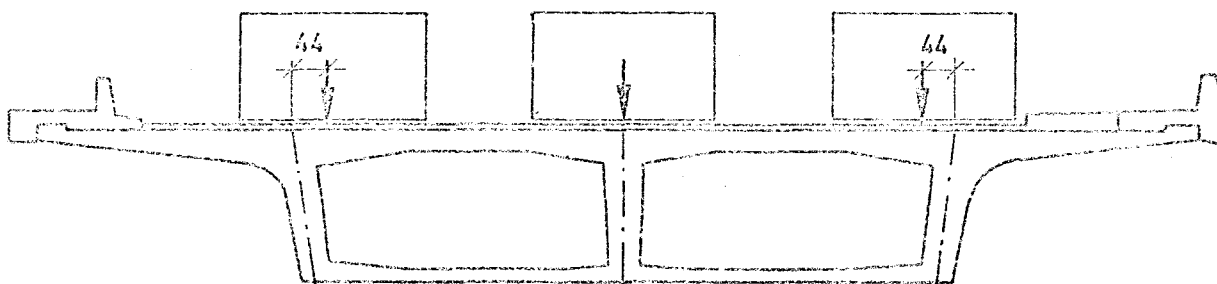


Lage der Schlupfmeßstellen

# Achsabstände und Achslasten der Belastungsfahrzeuge



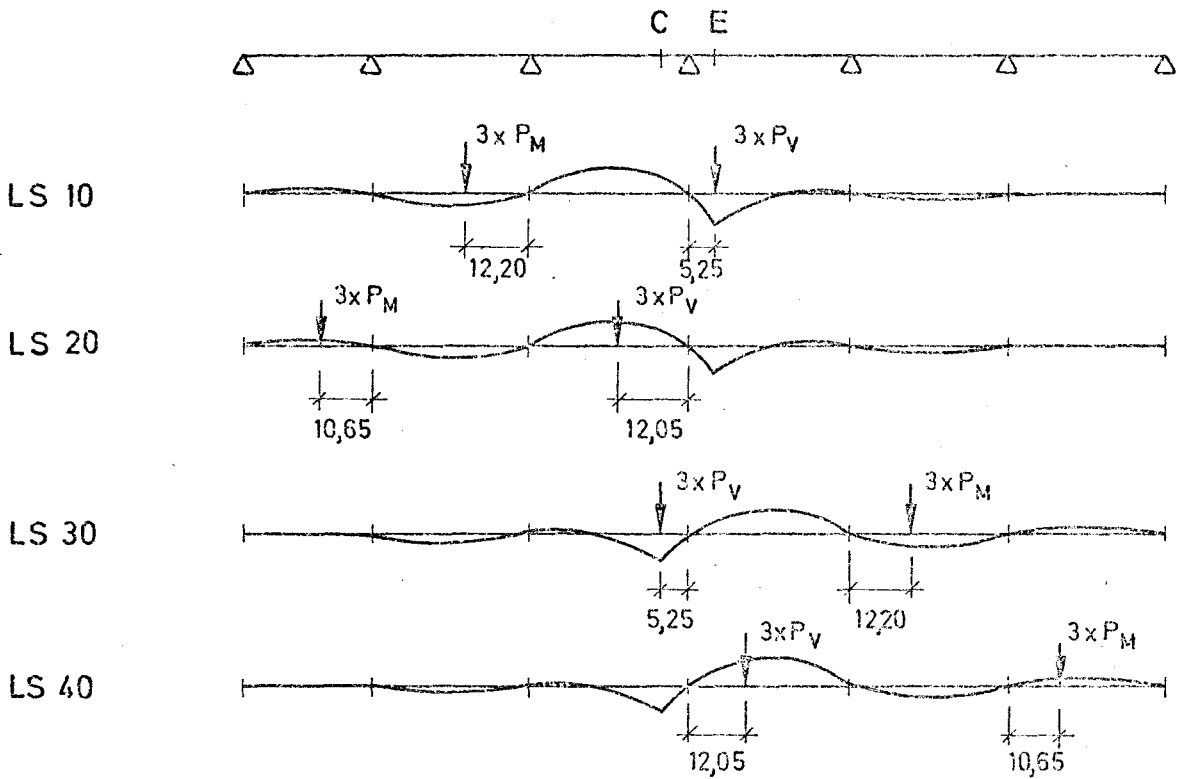
## Lastanordnung im Querschnitt



## Belastungsfahrzeuge und Lastanordnung im Querschnitt

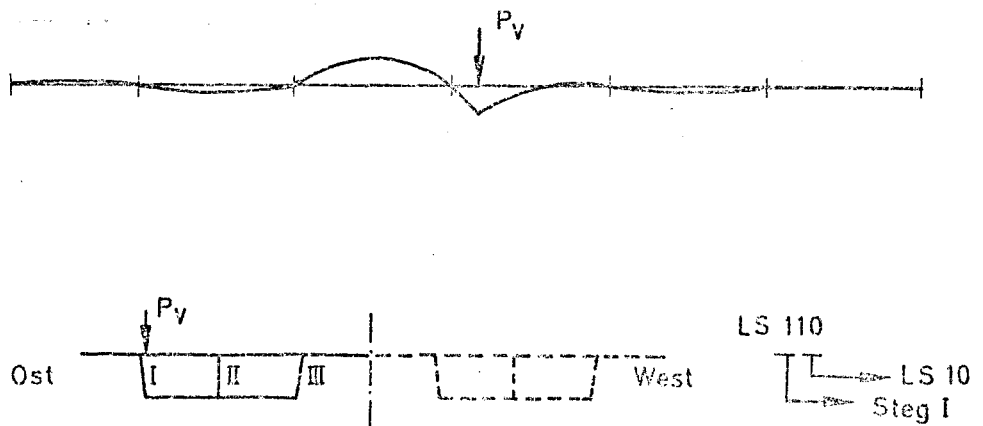


Belastung mit 2 Gruppen von 3 Fahrzeugen:



Belastung mit Einzelfahrzeugen:

z.B: LS 110



Laststellungen in Brückenlängsrichtung

Bohrkern Nr.	Druckfestigkeit [kp/cm <sup>2</sup> ]
2 I 1	937
2 I 3	962
2 I 5	1039
3 II2	925
3 I 3	851
4 II9i	846
4 II10a	932
4 II11a	932
4 I 1	750
4 I 3	861
4 II2	894
Mittelwert	902

Bohrkern Nr.	Spaltzugfestigkeit [kp/cm <sup>2</sup> ]
2 I 2	50,4
2 I 4	48,2
2 I 6	55,3
3 I 5	65,2
3 I 1	50,3
3 I 2	56,7
4 II9a	49,5
4 II10i	58,9
4 II11i	51,0
4 I 2	54,0
4 II1	61,1
4 II3	53,6
Mittelwert	54,5

Bohrkern Nr.	E-Modul [kp/cm <sup>2</sup> ]
3 II2	397000
4 II4	384000
Mittelwert	390000

Zur Bezeichnung der Bohrkerne:

Die Bezeichnung 4 II9i bezeichnet z.B. den innenliegenden Teil des 9. Bohrernes aus dem Steg II im Bauabschnitt 4.

Ergebnisse der Betonprüfungen

Laststellung (LS)				1o	2o	1o-2o	3o	4o	3o-4o
Meßstelle									
Schnitt	Steg	Lage	Nr.	Rißbreiten in $\mu\text{m}$					
A	I	oben	21	- 8	- 4	- 4	- 1	+ 0	- 1
		unten	22	- 89	- 13	- 76	- 11	+ 0	- 11
E	I	oben	23	+ 4	- 4	+ 8	- 2	+ 3	- 5
		unten	24	+ 99	- 97	+196	- 55	+ 44	- 99
	II	oben	25	+ 0	- 4	+ 4	- 1	+ 2	- 3
		unten	26	+ 98	-103	+201	- 60	+ 51	-111
	III	oben	27	+ 3	- 5	+ 8	- 2	+ 2	- 4
		unten	28	+ 86	- 76	+162	-39	+ 41	- 80

Laststellung (LS)				1o	2o	1o-2o	3o	4o	3o-4o
Meßstelle									
Schnitt	Steg		Nr.	Ankerdehnungen in $\mu\text{m}/\text{m}$					
A	I		11	-124	- 21	-103	- 6	- 1	- 5
E	I		12	+121	-105	+226	- 66	+ 69	-135
	II		13	+156	-104	+260	- 73	+ 91	-164
	III		14	+ 76	- 92	+168	- 50	+ 52	-102

Meßergebnisse der induktiven Weggeber bei statischer Probelastung

Laststellung (LS)		1o	2o	1o-2o	3o	4o	3o-4o
Meßstelle							
Schnitt	Nr.	Dehnungen des Betonstahls in $\mu\text{m}/\text{m}$					
A	31	+ 15	+ 33	- 18	- 3o	- 6	- 24
	32	- 48	+ 53	-1o1	- 33	+ 4	- 37
E	33	+317	-1o5	+422	- 36	+ 78	-114
	34	+ 25	+221	-196	+169	- 44	+213
	35	+635	-4o1	+1o36	-232	+279	-511
	36	+2o3	+234	- 31	+136	-199	+335

Laststellung (LS)				1o	2o	1o-2o	3o	4o	3o-4o
Meßstelle									
Schnitt	Steg	im Bauab-schnitt	Nr.	Dehnungen des Spannstahls in $\mu\text{m}/\text{m}$					
E	II	3	43	+ 9	- 6	+ 15	- 5	+ 5	- 1o
			44	+ 8	- 6	+ 14	- 3	+ 6	- 9
		4	45	+ 16	- 6o	+ 76	- 2o	+ 34	- 54
			46	+ 18	- 61	+ 79	- 21	+ 35	- 56
	III	4	47	+ 36	- 3o	+ 66	- 2o	+ 25	- 45
			48	+ 33	- 3o	+ 63	- 19	+ 1	- 4o

Meßergebnisse der Dehnmeßstreifen bei statischer Probelastung

Laststellung (LS)				1o	2o	1o-2o	3o	4o	3o-4o
Meßstelle									
Schnitt	Steg	Lage	Nr.	Betondehnungen in $\mu\text{m}/\text{m}$					
B	I	oben	51	- 1	- 4	+ 3	- 1	+ 1	- 2
		unten	52	- 9	+ 23	- 32	+ 10	- 7	+ 17
	II	oben	53	+ 1	- 5	+ 6	- 3	- 1	- 2
		unten	54	- 6	+ 18	- 24	+ 7	- 4	+ 11
C	I	oben	56	- 1	- 4	+ 3	- 4	+ 2	- 6
		unten	57	- 10	+ 4	- 14	+ 15	- 15	+ 30
	Bodenpl. (unten)		58	- 15	+ 9	- 24	+ 20	- 19	+ 39
	II	oben	59	+ 2	+ 0	+ 2	- 5	+ 3	- 8
		unten	60	+ 5	+ 2	+ 3	+ 5	- 9	+ 14
	III	oben	61	- 1	- 2	+ 1	- 3	+ 2	- 5
		unten	62	- 12	+ 6	- 18	+ 21	- 18	+ 39
	I	oben	63	+ 2	- 2	+ 4	- 4	+ 3	- 7
		unten	64	- 13	+ 7	- 20	+ 24	- 19	+ 43
D	I	oben	65	+ 1	+ 3	- 2	+ 4	+ 5	- 1
		unten	66	- 11	- 14	+ 3	- 4	- 20	+ 16
E	I	oben	68	+ 2	- 4	+ 6	- 2	0	- 2
F	I	oben	69	- 2	+ 0	- 2	+ 0	- 5	+ 5
		unten	70	+ 4	- 3	+ 7	- 7	+ 11	- 18
	II	oben	71	- 1	+ 0	- 1	+ 1	+ 3	- 2
		unten	72	+ 4	- 2	+ 6	- 5	- 1	- 4

Meßergebnisse der Dehnmeßstreifen bei statischer Probelastung

Laststellung (LS)				1o	2o	1o-2o	3o	4o	3o-4o
Meßstellen									
Schnitt	Steg	Lage	Nr.	Rißbreiten in $\mu\text{m}$					
A	II	Mitte	81	- 18	- 6	- 12	- 4	<u>+</u> 0	- 4
		Mitte	82	- 18	- 2	- 16	+ 1	<u>+</u> 0	+ 1
		Mitte	83	- 5	- 1	- 4	- 1	- 1	<u>+</u> 0
		Mitte	84	- 21	- 3	- 18	- 2	+ 1	- 3
		Mitte	85	- 24	- 8	- 16	- 5	- 1	- 4
		unten	86	-106	- 22	- 84	- 16	+ 2	- 18
		Mitte	87	- 87	- 1	- 17	- 3	- 1	- 2
		unten	88	- 21	- 2	- 19	- 5	- 2	- 3
	III	Mitte	89	- 50	- 13	- 37	- 8	- 1	- 7
		unten	90	- 95	- 20	- 75	- 16	+ 1	- 17
		Mitte	91	- 23	+ 2	- 25	- 3	- 3	<u>+</u> 0
		unten	92	- 32	+ 5	- 37	- 3	- 2	- 1
B	II	Mitte	93	- 16	+ 30	- 46	+ 13	- 12	+ 25
		unten	93	- 15	+ 32	- 47	+ 15	- 12	+ 27
		Mitte	95	- 7	+ 11	- 18	+ 9	- 7	+ 16
		unten	96	- 2	+ 2	- 4	+ 1	- 2	+ 3
		Mitte	97	- 15	+ 32	- 47	+ 16	- 13	+ 29
		unten	98	- 20	+ 50	- 70	+ 23	- 15	+ 38
E	III	Mitte	99	+ 36	- 37	+ 73	- 13	+ 14	+ 27
	Bodenpl.	unten	100	+126	-117	+243	- 70	+ 67	-137
	II	Mitte	101	+ 39	- 45	+ 84	- 23	+ 21	- 44
		unten	102	+100	-101	+202	- 55	+ 53	-108

Meßergebnisse der Setzdehnungsmeßstellen bei statischer Probelastung

Belastungsfahrzeuge	Kfz-Typ	2 x Typ V			2 x Typ M			1x Typ V + 1x Typ M		
	Geschwind.	103 km/h			91 km/h			87 km/h		
	Meßstelle Nr.	max	min	max -min	max	min	max -min	max	min	max -min
Ankerdehnung $\varepsilon$ [ $\mu\text{m/m}$ ]	11	+55	-49	104	+49	-34	83	+46	-46	92
	12	+84	-52	136	+56	-46	102	+52	+48	100
	13	+112	-75	187	+98	-69	167	+96	-72	168
	14	+76	-41	117	+58	-41	99	+66	-38	104
Rißbreite, oben $\Delta l$ [ $\mu\text{m}$ ]	21	+ 1	- 2	3	+ 4	- 3	7	+ 1	- 2	3
	23	+ 3	- 2	5	+ 2	- 2	4	+ 2	- 2	4
	25	+ 1	- 1	2	+ 1	- 1	2	+ 2	- 1	3
	27	+ 4	- 2	6	+ 3	- 2	5	+ 3	- 2	5
Rißbreite, unten $\Delta l$ [ $\mu\text{m}$ ]	22	+42	-35	77	+40	-35	75	+38	-33	71
	24	+62	-34	96	+51	-48	99	+48	-49	97
	26	+77	-56	133	+62	-53	115	+62	-55	117
	28	+68	-35	103	+59	-33	92	+57	-35	92

Meßergebnisse der induktiven Weggeber beim Durchfahren der Brückenstrecke von jeweils zwei nebeneinanderherfahrenden Belastungsfahrzeugen

Zeit		17.44			17.53			18.44			19.35			Zum Vergleich: Probelastung		
	Meßstelle Nr.	max	min	max -min	max	min	max -min	max	min	max -min	max	min	max -min	LS1o max	LS2o min	max -min
Ankerdehnung	11	-	-	-	-	-	-	+49	-43	92	+34	-34	68	-	-	-
$\epsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	12	+34	-40	74	+34	-30	64	+42	-32	74	+32	-28	60	+121	-105	226
	13	+37	-47	84	+43	-37	80	+43	-39	82	+35	-33	68	+156	-104	260
	14	+19	-38	57	+22	-27	49	-	-	-	-	-	-	+ 76	- 92	168
Rißbreite, unten	22	-	-	-	-	-	-	+44	-36	80	+28	-32	60	-	-	-
$\Delta l$ [ $\mu\text{m}$ ]	24	+25	-43	68	+28	-33	61	+32	-33	65	+25	-30	55	+ 99	- 97	196
	26	+24	-42	66	+29	-33	62	+29	-34	63	+24	-29	53	+ 98	-103	201
	28	+19	-40	59	+22	-31	53	-	-	-	-	-	-	+ 86	- 76	162

Meßergebnisse der induktiven Weggeber unter fließendem Verkehr am Freitag, 10.06.77 für die vier stärksten Belastungen während der Meßzeit.

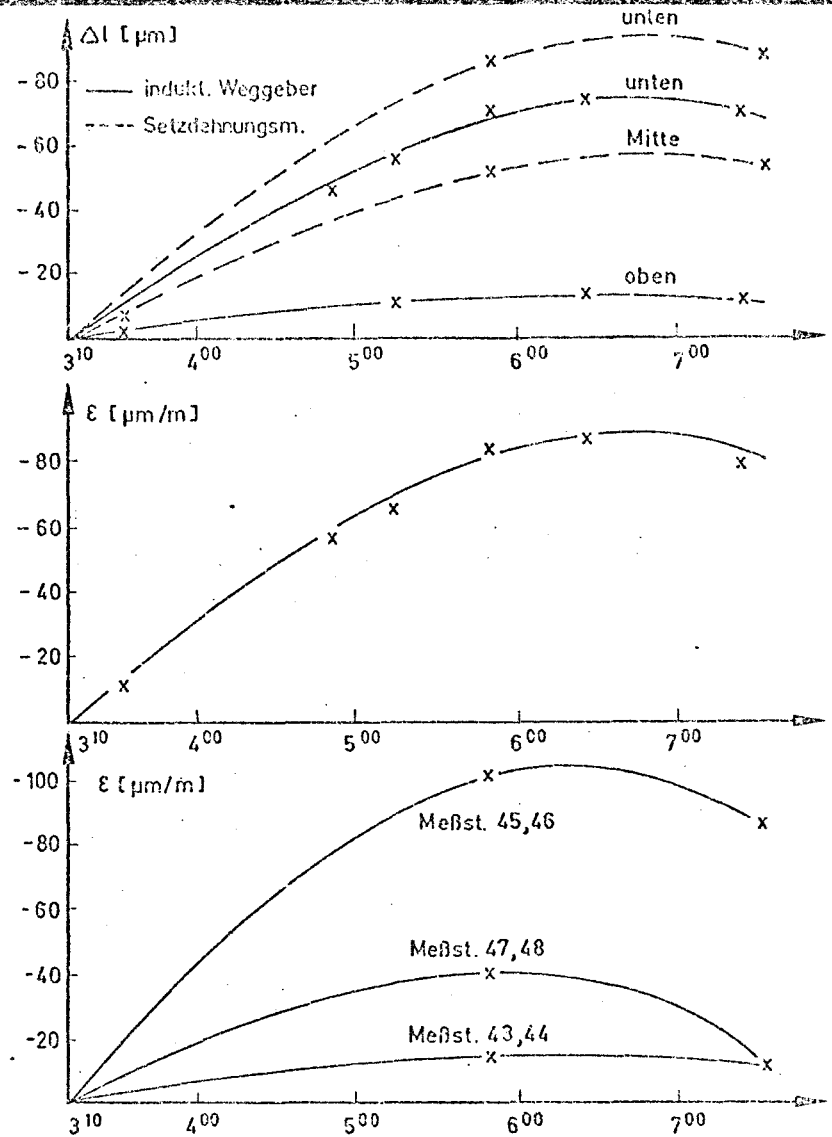


Koppel-  
fugen  
(Schnitte  
A u. E)

Rißbreite

Anker-  
dehnung

Spannstahl-  
dehnung

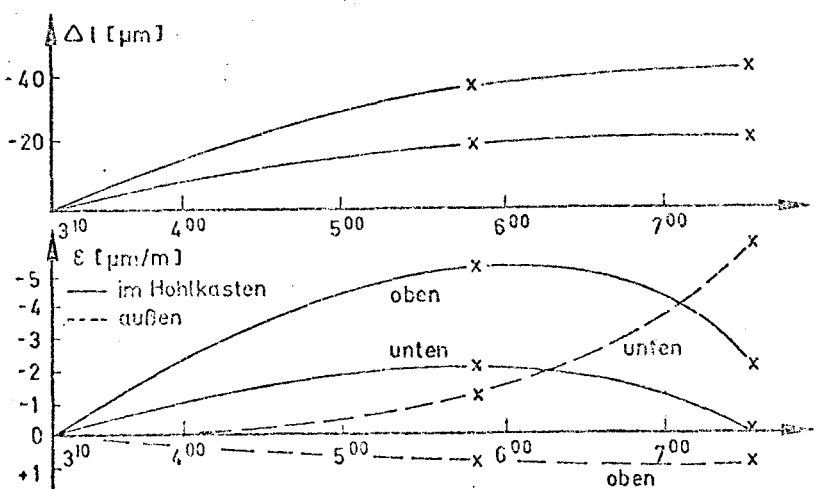


Feld

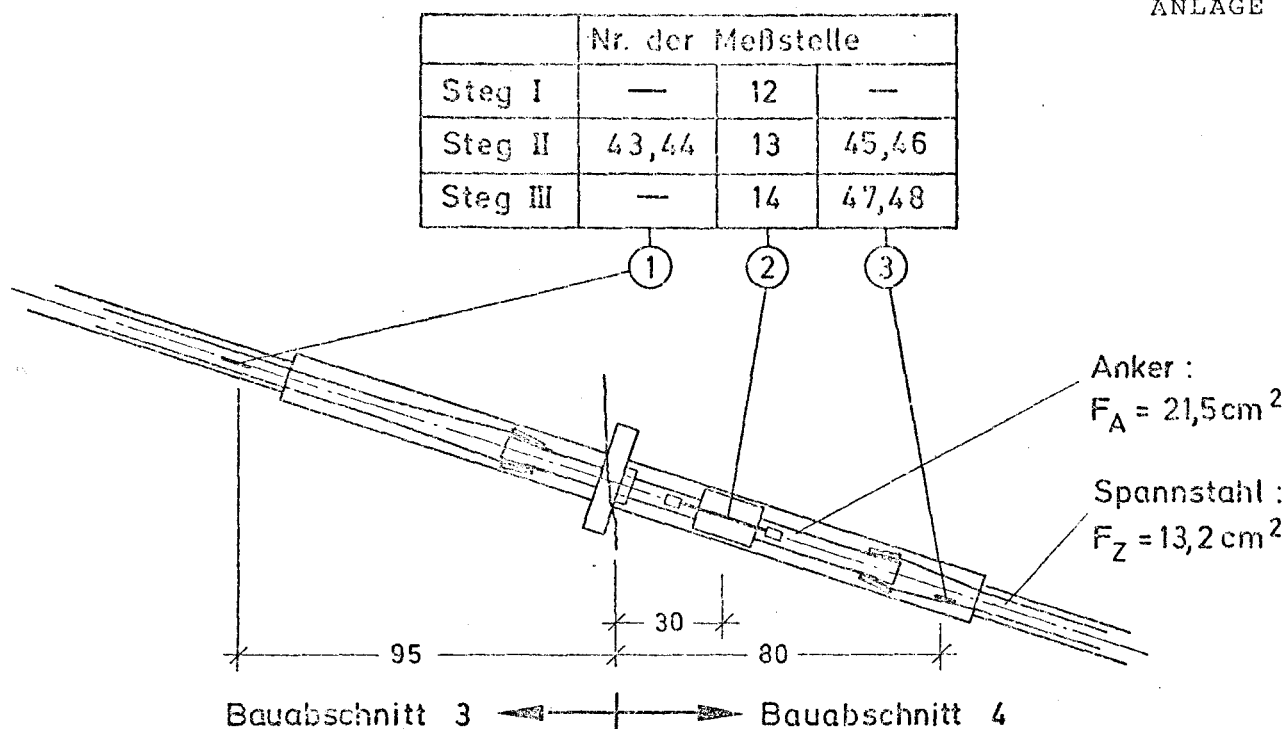
(Schnitte  
B, C, D u. F)

Rißbreite

Beton-  
dehnung



Zeitlicher Verlauf der Nullpunktverschiebungen



$$\Delta \sigma = \Delta \epsilon \cdot E \quad \Delta P = \Delta \sigma \cdot F$$

$$\Delta \sigma_{zi} = \Delta P_A / F_Z = \text{Ankerkraft bezogen auf Spannstahlquerschnitt}$$

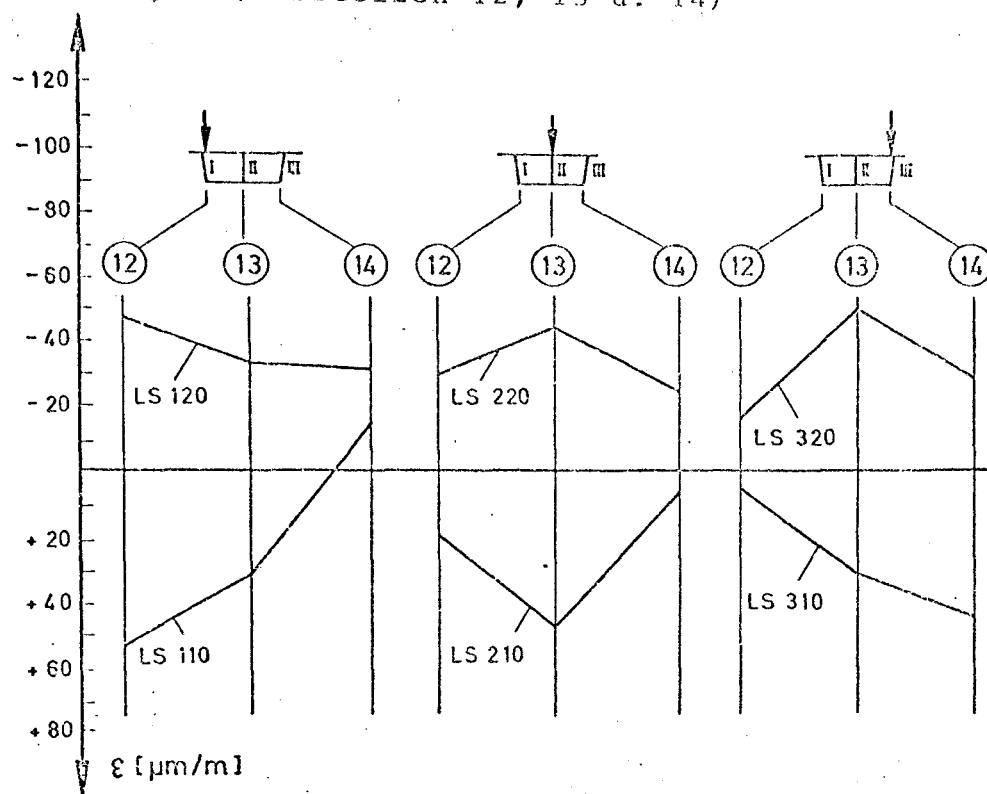
$$E = 2100\,000 \text{ kp/cm}^2$$

$$\Delta \epsilon = \text{s. Anlage 11}$$

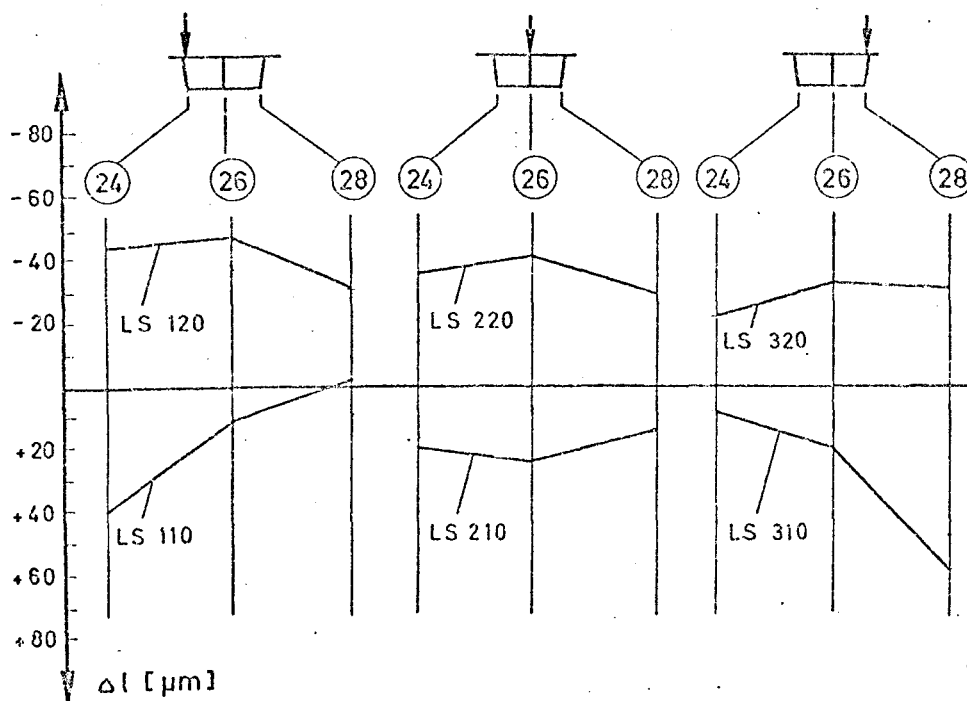
Laststellung		LS 1o - LS 2o			LS 4o - LS 3o		
		1	2	3	1	2	3
		Spannst. BA 3	Anker	Spannst. BA 4	Spannst. BA 3	Anker	Spannst. BA 4
$\Delta \sigma$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	Steg I	—	475	—	—	284	—
	Steg II	3o	546	163	2o	344	116
	Steg III	—	353	135	—	214	89
$\Delta P$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	Steg I	—	1o,2	—	—	6,1	—
	Steg II	o,41	11,7	2,2	o,26	7,4	1,5
	Steg III	—	7,6	1,8	—	4,6	1,2
$\Delta \sigma_{zi}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	Steg I		774			462	
	Steg II		889			561	
	Steg III		575			349	

Schwingbreiten im Spannstahl und im Koppelanker

Ankerdehnungen (Meßstellen 12, 13 u. 14)



Rißbreitenänderungen unten am Steg (Meßstellen 24, 26 u. 28)



Meßergebnisse bei exzentrischer Beanspruchung

## Schnittgrößen:

Eigengewicht:	$M_g = - 344 \text{ Mpm}$
	$M_{\Delta g} = - 69 \text{ Mpm}$
Verkehr nach DIN 1072:	$\max M_p = + 309 \text{ Mpm}$
	$\min M_p = - 409 \text{ Mpm}$
Temperatur $\Delta T = + 10^\circ\text{C}$ :	$\max M_T = + 735 \text{ Mpm}$
$\Delta T = - 5^\circ\text{C}$ :	$\min M_T = - 368 \text{ Mpm}$

## Vorspannung:

	$t = 0$	$t = \infty$ +)
$N_{bv}$	$= - 1371 \text{ Mp}$	$/ - 1172 \text{ Mp}$
$M_{bv}^o$	$= - 133 \text{ Mpm}$	$/ - 114 \text{ Mpm}$
$M_v$	$= + 802 \text{ Mpm}$	$/ + 730 \text{ Mpm}$
$M_{bv}$	$= + 669 \text{ Mpm}$	$/ + 616 \text{ Mpm}$

- + ) sk-Verluste in der Koppelfuge E (für  $M_{bv}^o$ ) : 14,5 %.  
Mittelwert der sk-Verluste im Feld (für  $M_v$ ): 9,0 %.  
Im Bereich der Koppelfuge steigen die rechnerischen Spannkraftverluste sprunghaft an, da sich in diesem Bereich der Spannstahlquerschnitt von  $13,2 \text{ cm}^2$  Querschnitt der Spanndrähte auf  $21,5 \text{ cm}^2$  Ankerquerschnitt erhöht.

Betonspannungen am unteren Querschnittsrand infolge  $g + \Delta g + v + sk$ :

$$\begin{aligned}
 M_{g+\Delta g+v+sk} &= -344 - 69 + 730 = +317 \text{ Mpm} \\
 \sigma_{bu} &= \frac{-1172}{8,0} + \frac{317}{4,14} \cdot 1,30 = -147 + 64 \\
 &= -83 \text{ Mp/m}^2 = -8,3 \text{ kp/cm}^2
 \end{aligned}$$

Schnittgrößen in der Koppelfuge E infolge  $g, \Delta g, p, T$ , und  $sk$

Belastung Schnitt	LS 1o			LS 2o			LS 1o - LS 2o		
	$3 \times P_V$	$3 \times P_M$	gesamt	$3 \times P_V$	$3 \times P_M$	gesamt	$3 \times P_V$	$3 \times P_M$	gesamt
A	+ 15,5	-231,4	-215,9	- 21,9	+ 56,9	+ 35,0	- 6,4	-174,5	-180,9
B	- 77,7	-105,2	-182,9	+391,5	+ 25,9	+417,4	-469,2	-131,1	-600,3
C	-171,0	+ 20,9	-150,1	+ 79,3	- 5,2	+ 74,1	-250,3	+ 26,1	-224,2
D	-217,6	+ 84,0	-133,6	-317,5	- 20,6	+338,1	+ 99,9	+104,6	+204,5
E	+169,7	+ 66,1	+235,8 <sup>+</sup>	-249,6	- 16,3	-265,9	+419,3	+ 82,4	+501,7 <sup>+</sup>
F	+153,9	+ 30,1	+184,4	-113,8	- 7,4	-121,2	+267,7	+ 37,5	+305,2

<sup>+</sup>) Ohne Berücksichtigung einer Lasteinleitungslänge.  
Bei einer angenommenen Einleitungslänge von z.B. 4,00 m  
ergibt sich eine Abminderung der Momente um ca. 8 Mpm.

Die Biegemomente wurden rechnerisch ermittelt ohne Berücksichtigung eines Steifigkeitsabfalls  
in den Bereichen der Koppelfugen infolge der Rißbildungen

Biegemomente für die Hauptlaststellungen LS 1o und LS 2o.

Lufttemperatur unter der Brücke

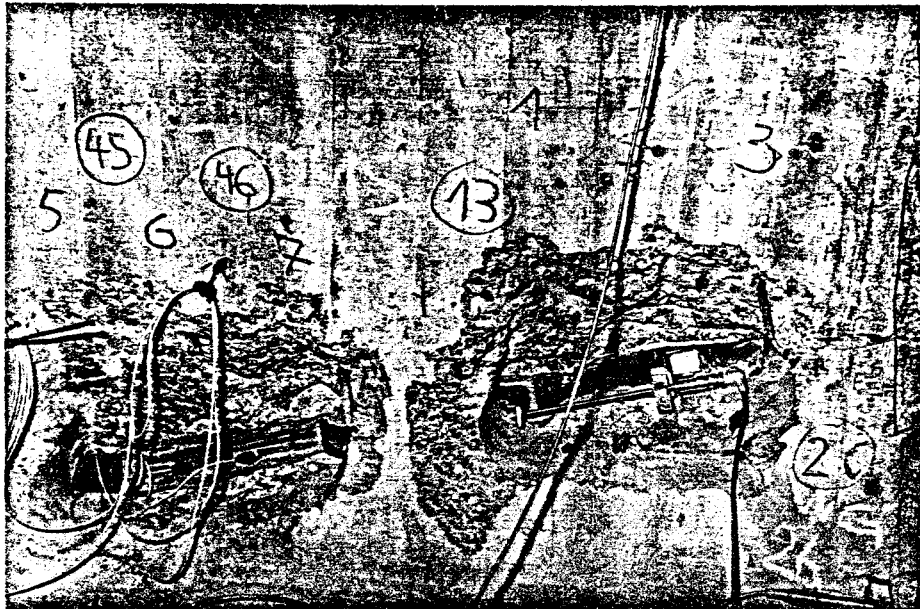
Zeit	3.30	4.00	4.30	4.45	5.10	5.35	5.50	6.50	7.00	7.40
T [°C]	11.0	11.0	10.2	10.0	10.2	11.0	11.1	11.8	12.4	14.0

Lufttemperatur im Hohlkasten

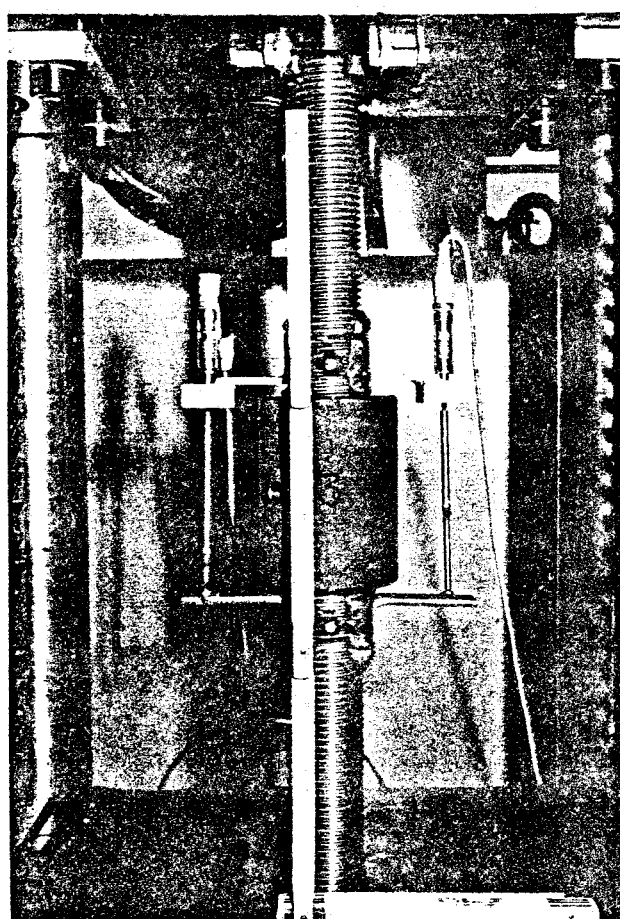
Zeit	3.10	3.40	4.07	4.53	5.34	5.50	6.36	6.54	7.09	7.35
T [°C]	19.8	19.8	19.6	19.5	19.5	19.4	19.4	19.2	19.2	19.2

Betontemperatur

Zeit		3.10	3.40	4.07	4.53	5.34	5.50	6.36	6.54	7.09	7.35
T [°C]	Steg I	19.0	19.0	19.0	19.0	18.9	18.8	18.8	18.8	18.8	18.7
	Steg II	19.2	19.2	19.2	19.2	19.3	19.3	19.3	19.2	19.2	19.2



Meßstellen im Bereich der Koppelfuge



Eichung der induktiven Weggeber am Koppelanker

07. Dez. 2005

30-0497 / 001